

고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단거동 및 ACI 전단설계 기준과의 비교

정현수¹⁾ · 양근혁^{1)*} · 함영삼¹⁾

¹⁾ 중앙대학교 건축학과

(2002년 3월 10일 원고접수, 2002년 11월 14일 심사완료)

Shear Behavior of High-Strength Concrete Deep Beams and Comparisons with ACI Shear Design Provisions

Heon-Soo Chung¹⁾, Keun-Hyeok Yang^{1)*}, and Young-Sam Ham¹⁾

¹⁾ Dept. of Architecture, Chung-Ang University, Seoul, 156-756, Korea

(Received March 10, 2002, Accepted November 14, 2002)

ABSTRACT

Currently, deep beams are designed according to ACI 318-99 equations derived from experimental data for slender beams with normal-strength concrete. In addition, there is relatively limited information on high-strength concrete deep beams with shear reinforcement. The purpose of this experimental study is to investigate the shear behavior of high-strength concrete deep beams and to grasp the conservatism of ACI shear design provisions. Experimental results on the shear behavior of 22 deep beams under two equal symmetrically placed point loads are reported. compressive strength of concrete cylinder was 800kgf/cm^2 , and main variables were vertical and horizontal shear reinforcement and shear span-to-overall depth ratio (a/h).

Test results showed that for high-strength concrete deep beams with shear span-to-overall depth ratio exceeding 0.75, the vertical shear reinforcement more effectively resisted the shear load than horizontal shear reinforcement. In high-strength concrete deep beams, ACI shear design provisions tended to underestimate the effect of strut-tie action and vertical shear reinforcement and overestimate the ones of horizontal shear reinforcement. Based on the experimental results of high-strength concrete deep beams and shear friction theory, this study modified the equations on the shear capacity specified by the ACI provisions.

Keywords : high-strength concrete, deep beam, shear span-to-overall depth ratio, shear reinforcement

1. 서 론

철근콘크리트 깊은 보는 일반 보에 비해 깊이가 크고 경간이 상대적으로 작아 하중점과 지지점 사이의 경사진 압축대에 의해 힘이 전달되는 부재로서 휨보다는 전단에 의해 그 거동이 결정된다. 고층 주상복합 건물의 등장과 함께 상층부와 하층부의 구조형식의 차이로 인해 상층부의 하중을 전달시키기 위한 전이 시스템으로서 그 적용성이 증가하는 철근 콘크리트 전이 보(transfer girder)는 대표적인 깊은 보의 범주에 속한다.

이와 같이 철근 콘크리트 깊은 보의 상부 구조체의 수직하중을 지지하는 구조요소로서 충분한 전단내력을 보유했어야 하며, 전단내력을 향상시키기 위해 보의 크기를 증가시키는 방법 이외에 고강도 콘크리트의 사용이 효과적인

해결책이 될 수 있다. 특히 깊은 보의 일반 보에 비해 콘크리트 강도(f_{ck}) 증가에 따른 전단내력 상승이 더욱 크기 때문에 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 사용은 계속 증가할 전망이다. 하지만 콘크리트 강도가 800kgf/cm^2 이상을 사용한 깊은 보에서 전단거동 및 전단철근의 전단저항에 대한 자료는 Tan 등^{8,9)}의 연구발표가 있지만 매우 제한적이다.

현재 국내를 포함한 일반적인 설계 지침이 되고 있는 ACI Code 318-99⁶⁾(이하 ACI기준)는 깊은 보의 전단내력을 콘크리트의 전단저항과 전단철근의 전단저항의 합으로서 제시하고 있다. 콘크리트 전단내력 분담에 대해서는 콘크리트 강도가 420kgf/cm^2 이하인 보통강도 콘크리트를 사용한 일반 보의 사인장 균열강도 산정식에 근거를 두고 전단경간비의 감소에 따른 강도상승을 고려하고 있다. 전단철근의 전단내력 분담은 전단마찰이론과 Crist⁷⁾의 실험결과에 근거를 두고 순경간-깊이비(l_n/d)의 함수로서 수평, 수직 전단철근의 전단저항으로 나누어 계산하고 있

* Corresponding author

Tel : 02-827-0182 Fax : 02-812-4150

E-mail : yangkh@freechal.com

다. 이러한 ACI 기준을 고강도 철근 콘크리트 깊은 보에 적용할 때 적절한 안전율을 확보하고, 전단철근의 전단저항을 합리적으로 평가하고 있는지를 확인할 필요가 있다.

따라서 본 연구에서는 고강도 철근콘크리트 깊은 보에서 전단경간비의 변화에 따른 전단거동과 전단철근의 전단저항을 파악하고, 콘크리트 강도 증가에 따른 ACI 기준의 적합성 및 안전성을 평가하고자 한다.

2. 연구방법 및 범위

2.1 실험체 계획

본 연구는 콘크리트 강도가 800 kgf/cm²인 고강도 철근 콘크리트 깊은 보의 전단거동을 파악하기 위한 연구이며 주요 변수로는 전단경간비, 수평·수직 전단철근비, 전단철근의 배근형태이다. 전단경간비는 0.5, 0.7, 1.0, 1.5로, 수

평·수직 전단철근비는 0.006, 0.012로 각각 변화시켰으며, 전단철근의 배근형태는 무보강, 수평철근만 배근, 수직철근만 배근, 수평·수직철근의 동시배근을 취하고 있다.

모든 시험체에서 단면 폭은 16 cm, 단면 깊이는 60 cm로 동일하게 있다. 시험체의 지점사이 경간은 경간-깊이비가 3.5일 때는 210 cm, 2.5일 때는 150 cm로 고정하였다.

주철근은 수평 전단철근과의 명확한 구분과 장부작용의 영향을 최소화하기 위해 1단 배근을 하였다. 그리고 시험체의 휨 파괴를 방지하기 위해 항복강도가 8,200 kgf/cm² 급인 철근을 주철근으로 사용하였으며, 주철근비는 약 1% (3-HD19)로 하였다. 정착파괴를 방지하기 위해 시험체 양단부에 강판을 설치하여 주철근을 용접하였다. 압축 주철근은 2-D10(SD40)을 배근하였으며 수평 및 수직 전단철근은 철근비에 따라 D10을 7.4, 14.8 cm로 균등하게 배근하였다. 이상에서 설명한 본 연구의 각 변수 상세 및 시험체 형상을 Table 1과 Fig. 1에 각각 나타내었다.

Table 1 Properties of specimen and test results

Specimen*	f_{ck} (kgf/cm ²)	a (cm)	l (cm)	a/h	l/h	Shear reinforcement				Shear force			Reserved strength				
						f_{yh} (kgf/cm ²)	Vertical		Horizontal		V_{cr} (tonf)	V_u (tonf)	V_s^{**} (tonf)	V_R^{***} (tonf)			
							ρ_v	S_v (cm)	ρ_h	S_h (cm)							
5NN	800	30	210	0.5	3.5	4,160	0.0	-	0.0	-	35.5	84	-	48.5			
5NS							0.006	14.8	0.0	-	36.5	91.3	7.30	54.8			
5NT							0.012	7.4	0.0	-	35.5	98.7	14.70	63.2			
5SN							0.0	-	0.006	14.8	40	100.1	16.10	60.1			
5SS							0.006	14.8	0.006	14.8	35.2	105.2	21.20	70.0			
5TN				0.0			-	0.012	7.4	41	115.8	31.80	74.8				
7NS				42			210	0.7	3.5	0.006	14.8	0.0	-	29.5	82.8	-	53.3
7SN										0.0	-	0.006	14.8	31	71.2	-	40.2
7SS										0.006	14.8	0.006	14.8	31.5	86.8	-	55.3
10NN										0.0	-	0.0	-	26	58.5	-	32.5
10NS		0.006	14.8		0.0					-	24.5	69.2	10.70	44.7			
10NSR		60	150	210	1.0		2.5	0.006	14.8	0.0	-	29.5	69.3	10.80	39.8		
10NT			210				3.5	0.012	7.4	0.0	-	30	79.5	21.00	49.5		
10NTR			150				2.5	0.012	7.4	0.0	-	29.4	82.4	23.90	53.0		
10SN			210				3.5	0.0	-	0.006	14.8	25.5	61.9	3.40	36.4		
10SNR			150				2.5	0.0	-	0.006	14.8	29	66.9	8.40	37.9		
10SS			210				3.5	0.006	14.8	0.006	14.8	28.7	66.1	7.60	37.4		
10SSR			150				2.5	0.006	14.8	0.006	14.8	29.3	64	5.50	34.7		
10TN			210				3.5	0.0	-	0.012	7.4	29.7	62	3.50	32.3		
10TNR			150				2.5	0.0	-	0.012	7.4	28.9	67	8.50	38.1		
15NN	90		210			210	1.5	3.5	0.0	-	0.0	-	17.7	33.5	-	15.8	
15SS		0.006	14.8	0.006	14.8				18.5	42.7	9.20	24.2					

*10SNR

The same as right above specimen except length

Vertical reinforcement ratio : N($\rho_v=0.0$), S($\rho_v=0.006$), T($\rho_v=0.012$)

Horizontal reinforcement ratio : N($\rho_h=0.0$), S($\rho_h=0.006$), T($\rho_h=0.012$)

Shear span-Overall depth ratio : 5($a/h=0.5$), 7($a/h=0.7$), 10($a/h=1.0$), 15($a/h=1.5$)

** $V_s = (V_u) - (V_u)_{w/o}$ shear reinforcement

*** $V_R = V_u - V_{cr}$

본 연구에 사용된 콘크리트 배합 및 압축강도를 Table 2에 나타내었다. 콘크리트는 실험배합을 거친 레미콘으로 타설 하였으며 굵은 골재 최대치수는 19 mm로 하였다. 모든 시험체는 수직타설을 하였으며 소요강도와 슬럼프를 확보하기 위해 10%의 실리카 흙과 10%의 플라이애쉬를 사용하였다.

22 가력 및 측정방법

가력은 300t onf 용량의 만능시험기(servo system)를 사용하여 3 tonf/min의 일정한 속도로 2점 대칭 가력하였다. 시험체의 지압파괴를 방지하기 위해 10 cm폭의 지압판을 통해 가력하였으며, 가력점과 지압판에는 롤러(roller)를 설치하여 회전이 가능하게 하였다. 시험체 설치를 간편하게 하고 파괴시 시험체의 전도 방지를 위하여 가력점과 지지점에 앵글을 부착하였다. 앵글과 시험체와의 마찰을 없애기 위하여 앵글에는 볼베어링(ball bearing)을 설치하였다.

변위는 가력점과 중앙부의 시험체 저면에 LVDT를 설치하여 측정하였다. 하중의 증가에 따른 전단철근의 거동을 살펴보기 위하여 가력점과 지지점을 연결하는 잠재적인 균열면과 전단철근이 만나는 위치에 변형을 게이지를 부착하였다. 이상에서 설명한 시험체의 가력 및 측정상황을 참고문헌 5에 자세히 나타내었다.

3. 실험결과 및 비교·분석

3.1 균열진전 및 하중-변위관계

일반적으로 균열진전은 최대내력의 10~20% 범위에서 초기 휨 균열이 발생하였으며 경사균열은 최대하중의 30~50% 범위에서 발생하였다. 경사균열 이후 휨 균열은 더 이상 진전되지 않거나 초기 생성 당시에 비해 매우 느린 속도로 진행되었으며 최대 하중의 80~90% 범위에서 다시 진전되는 모습을 보여주었다. 경사균열 간격은 전단경간비가 작고 전단철근이 많을수록 좁게 나타났다. 수평 전단철근이 많이 배근된 시험체(5TN)에서는 수평 전단철근을 따라 수평에 가까운 균열들이 발생하기도 하였다. 모든 시험체는 파괴시 매우 취성적이었으며 가력점과 지지점을 연결하는 주 경사균열에 의한 파괴와 압축 스트럿의 파괴에 의한 복합적인 모드를 나타내었다.

Fig. 2에 전단경간비에 따른 각 시험체의 하중-변위 관계를 나타내었다. 깊은 보의 하중-변위 관계는 전단경간비에 의해 가장 크게 영향을 받고 있음을 알 수 있다. 전단경간비가 클수록 초기 강성이 작고 경사균열 발생 이후

의 강성저하는 크게 나타나고 있다. 이는 전단경간비가 클수록 초기 경사균열 폭이 크고, 초기 경사균열의 발생과 함께 휨-전단 균열들이 다수 발생하여 스트럿의 유효단면

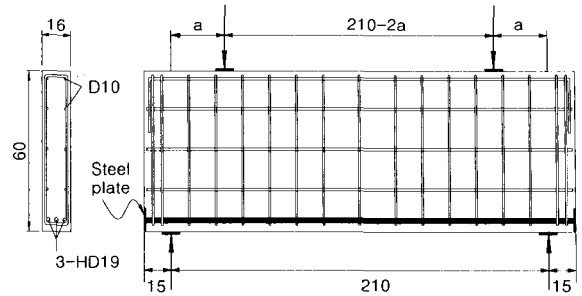
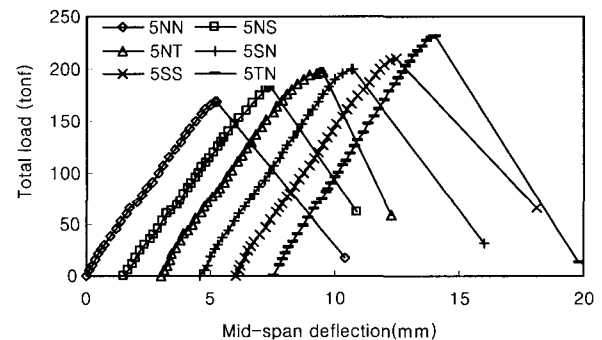


Fig. 1 Dimensions and details for specimen (unit : cm)

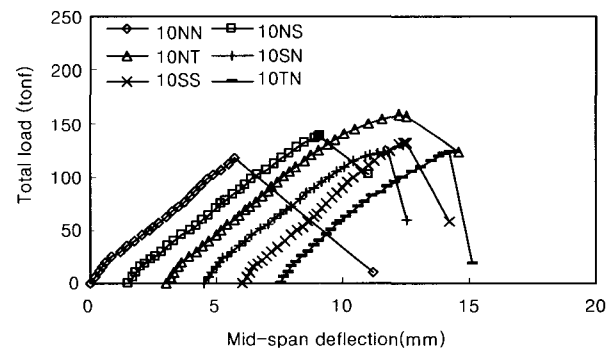
Table 2 Mix proportion and compressive strength of concrete

Design strength (kgf/cm ²)	W/Binder* (%)	Unit content(kgf/m ³)						Compressive strength (kgf/cm ²)	
		C	F/A	S/F	W	S	G		AD**
800	22.9	560	70	70	160	578	977	18.9	800

* Binder : Cement+F/A+S/F
** AD : Super-Plasticizer



(a) a/h=0.5



(b) a/h=1.0

Fig. 2 Applied load and mid-span deflection relationship

이 감소하기 때문이라 판단된다.

전단철근이 깊은 보의 하중-변위 관계에 미치는 영향은 전단경간비에 의해 결정되었다. 전단경간비가 0.5인 경우 초기 강성은 전단철근의 영향을 거의 받지 않으며, 경사균열이 발생한 이후에는 수평 전단철근이 많이 배근 될수록 강성저하가 작게 있었다. 반면, 전단경간비가 1.0인 경우에는 경사균열이 발생 한 이후 수직 전단철근이 많이 배근 될수록 강성저하가 작게 있었다.

3.2 전단경간비(a/h)의 영향

Fig. 3에 전단경간비의 증가에 따른 전단내력 감소율을 파악하기 위해 세로축은 각 동일 시험체에 대해 전단경간비가 0.5인 시험체의 전단내력으로 무차원 하여 나타내었다. 모든 시험체들은 전단경간비가 증가할수록 경사 균열 내력과 극한 전단내력 모두 감소함을 알 수 있다.

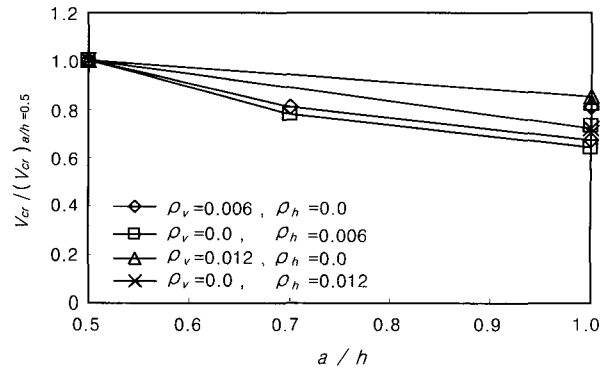
전단경간비의 증가에 따른 극한 전단내력의 감소율은 전단철근의 배근 형태와 양에 따라 다르게 나타났다. 전단경간비가 0.5에서 1.0으로 증가할 때 극한 전단내력은 수직 전단철근만 0.6%와 1.2% 배근된 경우 각각 24.2%와 18%의 감소율을 보였지만, 수평 전단철근만 0.6%와 1.2% 배근된 경우 각각 36%와 44.3%의 감소율을 보였다. 따라서 전단경간비가 1.0에서 0.5로 감소할수록 수평 전단철근의 전단저항은 증가하지만, 수직 전단철근의 전단저항은 감소하고 있음을 알 수 있다.

3.3 전단철근의 영향

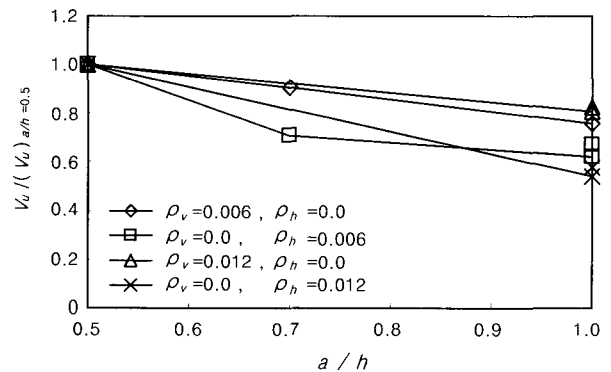
수평 및 수직 전단철근의 양과 전단내력과의 관계를 Fig. 4에, 하중의 증가에 따른 전단철근들의 전단거동을 Fig. 5에 각각 나타내었다. 경사 균열내력은 전단철근의 배근 형태와 양의 영향을 받지 않아 거의 일정하게 나타났다. 그러므로 전단철근은 Fig. 5에 나타낸 바와 같이 경사균열이 발생 한 이후, 균열의 진전 및 균열 폭의 증가를 억제하며 균열 면에서 전단저항이 시작됨을 알 수 있다.

전단철근이 극한 전단내력에 미치는 영향에 있어서는 전단경간비가 0.5인 경우 수직과 수평 전단철근을 동시에 배근한 시험체에서 가장 큰 내력을 보였으며 수평 전단철근만 0.6% 배근된 시험체가 수직 전단철근만 1.2% 배근된 시험체보다 더 큰 전단내력을 보였다. 그러나 전단경간비가 1.0인 경우 수직 전단철근만 배근된 시험체가 가장 큰 내력을 나타내었으며, 수평 전단철근은 0.6% 이상 배근되어도 내력증가에 거의 도움이 없었다.

극한 전단내력과 경사 균열내력의 차이를 나타내는 보 유효강도($V_R = V_u - V_c$)는 Table 1 및 Fig. 4로부터 전단경

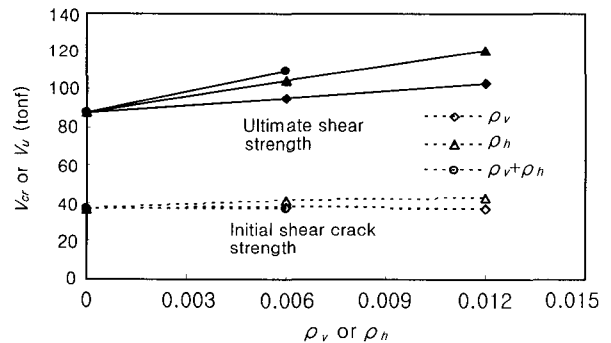


(a) Initial shear crack strength

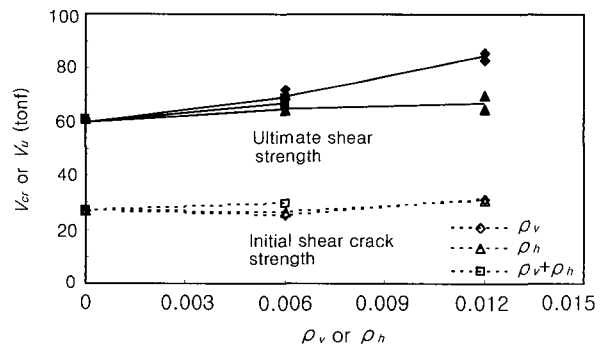


(b) Ultimate shear strength

Fig. 3 Influence of a/h on shear strength



(a) a/h=0.5



(b) a/h=1.0

Fig. 4 Influence of shear reinforcement on shear strength

간비가 감소함에 따라 증가하고 있으며 전단철근이 없는 시험체에 비해, 전단철근이 있는 시험체에서 더 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 또한 극한 전단내력과 같이 전단경간비가 0.5일 때는 수평 전단철근만 배근된 시험체에서, 전단경간비가 1.0일 때는 수직 전단철근만 배근된 시험체에서 더 큰 보유강도를 보이고 있다.

전단철근의 전단거동을 나타내는 Fig. 5에서 전단경간비가 0.5인 5SS 시험체를 보면 초기에는 수평, 수직 전단철근이 거의 비슷한 거동을 보이다가 두 번째 경사균열의 발생과 함께 수평 전단철근의 변형률이 급격히 증가하고 있다. 그러나 전단경간비가 1.5인 15SS 시험체를 보면 경사균열의 발생과 함께 수직 전단철근의 변형률이 급격히 증가하고 있으며 수평 전단철근은 파괴 시에도 항복에 이르지 않고 있다. 따라서, 전단철근의 전단저항은 전단경간비에 의해 결정되며, 전단경간비가 작을 때는 수평 전단철근이, 전단경간비가 클 때는 수직 전단철근이 전단저항에 효율적임을 알 수 있다.

콘크리트 강도가 800 kgf/cm^2 정도인 고강도 철근콘크리트 깊은 보에서 수평, 수직 전단철근의 전단저항에 대한 효율성이 바뀌는 임계 전단경간비를 파악하기 위하여 Tan 등⁹⁾의 실험결과와 함께 Fig. 6에 나타내었다. 동일한 양의 수평 또는 수직 전단철근만 배근된 경우 극한 전단내력에 대한 전단철근의 영향은 전단경간비에 의해 변하고 있다. 즉 수평, 수직 전단철근의 전단저항에 대한 임계 전단경간비는 약 0.75 정도에서 바뀌고 있음을 알 수 있다. 이상에서 설명한 바와 같이 철근콘크리트 깊은 보의 전단내력 증가를 위해서는 전단철근의 배근 형태 및 수평, 수직 전단철근의 배근 양을 전단경간비 0.75를 경계로 결정해야 적절하다고 판단된다.

4. 실험결과와 ACI 기준과의 비교

4.1 ACI 기준

ACI 기준에서는 순 경간깊이비(l_n/h)가 5보다 작고 하중점과 지지점 사이에 압축대가 생길 수 있는 부재에 대해서 전단강도 식(11-27)~식(11-30)⁶⁾을 적용하도록 하고 있다. 이때 콘크리트가 부담하는 전단내력(V_c)은 일반 보의 사인장 균열 강도에 대한 실험식을 기본으로 스트럿-타이 작용으로 인한 강도상승을 고려하여 식(2)와 같이 나타내고 있다. 식(2)는 콘크리트 강도가 $190\sim 420 \text{ kgf/cm}^2$ 인 실험결과를 근거로 700 kgf/cm^2 이하의 콘크리트까지 확대적용하고 있다.

전단철근의 분담분(V_s)은 경사균열 면에서 전단마찰이론⁴⁾을 적용하여 수직 전단철근과 수평 전단철근의 전단저

항의 합인 식(3)으로 나타낼 수 있다. ACI 기준에서는 마찰계수 $\tan \phi=1$ 로 가정하고, θ 는 Crist 등의 일점 대칭 가력 실험 값들의 회귀분석으로부터 순 경간깊이비(l_n/d)의 함수인 $\cos^2 \theta = \frac{1}{12} \left(1 + \frac{l_n}{d} \right)$ 로서 제시하고 있다. 따라서, 식(3)은 식(4)와 같이 나타낼 수 있으며, 순 전단경간

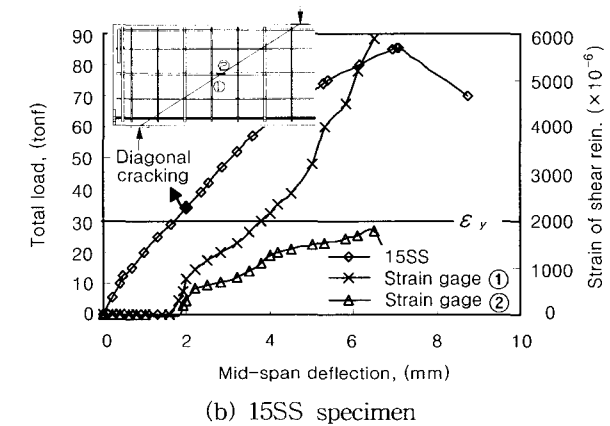
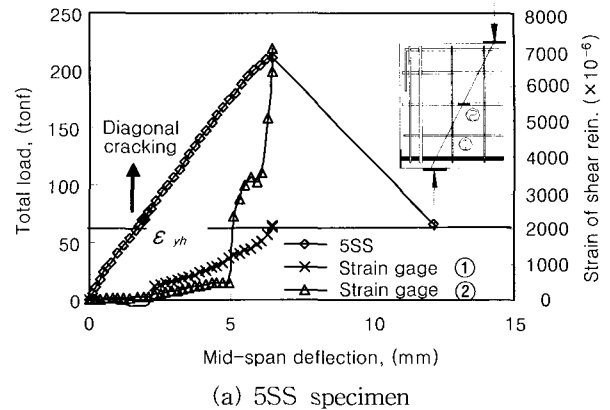


Fig. 5 The behavior of shear reinforcement in crack surface

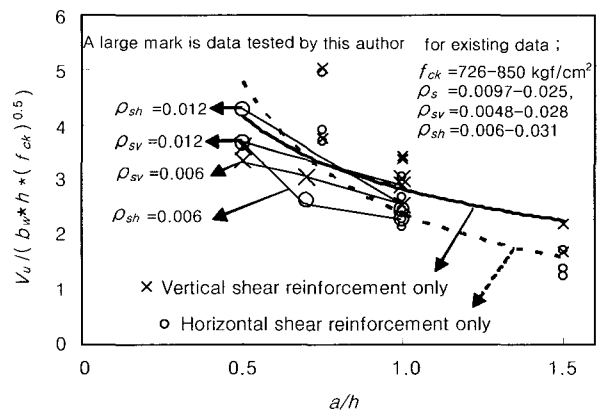


Fig. 6 The critical a/h shifting the effectiveness of shear resistance in shear reinforcement

비 5.0을 경계로 수평 및 수직 전단철근의 전단저항에 미치는 영향을 구분하고 있다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \text{단, } l_n/d < 2 : V_n &\leq 2.12\sqrt{f_{ck}}b_wd \\ 2 \leq l_n/d \leq 5 : V_n &\leq 0.18(10 + l_n/d)\sqrt{f_{ck}}b_wd \end{aligned}$$

$$V_c = (3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d})(0.5\sqrt{f_{ck}} + 176\rho \frac{V_u d}{M_u})b_wd \quad (2)$$

$$\text{단, } (3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d}) \leq 2.5, \quad V_c \leq 1.59\sqrt{f_{ck}}b_wd$$

$$V_s = (\frac{A_v}{s_v} \cos^2\theta + \frac{A_{vh}}{s_h} \sin^2\theta)f_{yh}d \tan\phi \quad (3)$$

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s_v} \left(\frac{1+l_n}{d} \right) + \frac{A_{vh}}{s_h} \left(\frac{11-l_n}{d} \right) \right] f_{yh}d \quad (4)$$

여기서, ρ 는 주철근비, A_v 는 수직 전단철근의 단면적, A_{vh} 는 수평 전단철근의 단면적을 각각 나타낸다. 그리고 임계단면은 지점에서 0.5α 인 위치에서 취한다.

4.2 실험결과와 ACI 기준과의 비교

고강도 콘크리트 깊은 보에서 콘크리트의 전단내력 분담(V_c)에 대한 ACI 기준의 안전율을 파악하기 위하여 전단철근이 없는 깊은 보의 극한 전단내력과 ACI 기준에 의한 해석값의 비교를 Fig. 7에 나타내었다. 이때 기존 김상식²⁾, 신성우³⁾, Tan⁸⁻⁹⁾ 등의 실험결과 중 콘크리트 강도가 500 kgf/cm^2 이상인 데이터를 함께 이용하여 비교하였다. 콘크리트의 전단내력 분담(V_c)에 대한 ACI 기준은 고강도 콘크리트를 사용한 깊은 보에서도 적절한 안전율을 확보하고 있지만 전단경간비가 작을수록 과도한 안전측에 있다고 판단된다.

이는 전단경간비가 작은 보일수록 하중전달이 콘크리트 스트럿을 통해 지지점으로 직접 전달되기 때문에 일반 보의 사인장 파괴와는 달리 콘크리트 압축강도에 의해 크게 영향을 받는 스트럿의 압축파괴에 의해 내력이 결정되기 때문이라 판단된다. 즉 ACI 기준에서 제시하고 있는 강도 상승계수 ($3.5 - 2.5M_u/V_u d \leq 2.5$)에 대한 실험값과의 비교를 나타내고 있는 Fig. 8을 보면 전단경간비가 1.0 이하에서 스트럿-타이 작용에 의한 강도상승을 과소평가하고 있음을 알 수 있다.

따라서 철근콘크리트 깊은 보에서 콘크리트의 전단내력 분담에 대한 ACI 기준은 콘크리트 강도가 증가하여도 안

전측에 있지만, 콘크리트 강도의 영향과 전단경간비가 감소함에 따른 스트럿-타이 작용에 의한 강도상승을 매우 과소평가하고 있으며 경제적 설계를 위해서는 이들 요소들에 대한 평가를 재검토할 필요가 있다고 판단된다.

고강도 철근콘크리트 깊은 보에서 전단철근의 전단내력 분담(V_s)에 대한 본 실험결과와 ACI 기준과의 비교를 Fig. 9에 나타내었다. 이때 전단철근의 전단내력 분담은 전단철근이 배근된 깊은 보의 극한 전단내력에서 전단철근이 없는 깊은 보의 극한 전단내력을 뺀 식(5)에 의해 산정 하였다.

$$V_s = (V_u) - (V_u)_{\text{w/o shear reinforcement}} \quad (5)$$

Fig. 9에서 전단철근의 전단내력 분담에 대한 ACI 기준은 순 경간깊이비가 일정하게 있어도 전단경간비가 0.5일 때 수직 전단철근의 전단내력 분담을, 전단경간비가 1.0일 때에는 수평 전단철근의 전단내력 분담을 각각 과대

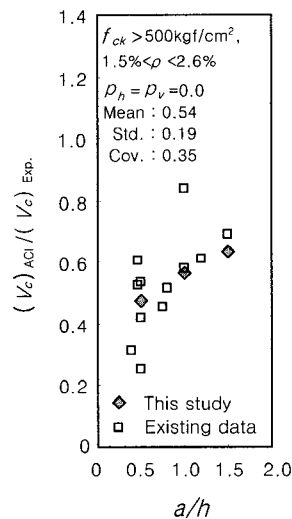


Fig. 7 Relationship of a/h and $(V_c)_{ACI}/(V_c)_{Exp}$.

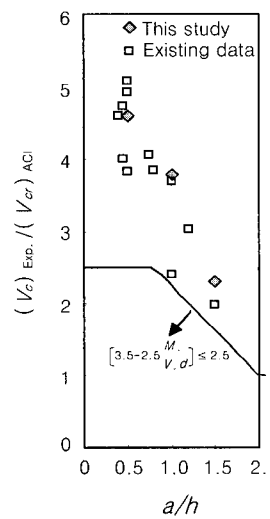


Fig. 8 Relationship of a/h and $(V_c)_{Exp}/(V_c)_{ACI}$.

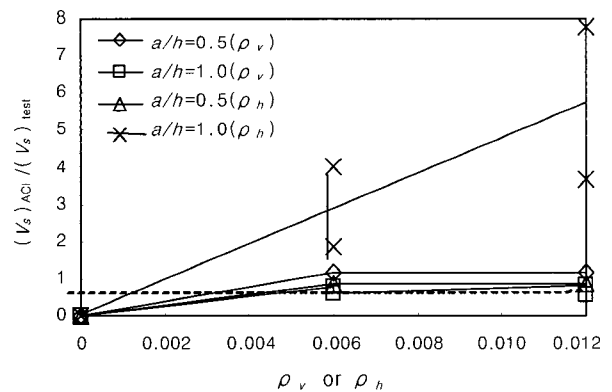


Fig. 9 Comparison of shear strength provided by shear reinforcement with ACI code provisions

평가하고 있다. 특히 전단경간비가 1.0에서 수평 전단철근 양이 증가할수록 과대평가 정도가 급격히 증가하고 있음을 알 수 있다. 따라서 전단철근의 전단내력 분담은 ACI 기준에서 제시하는 순 경간깊이비(l_n/d) 보다는 전단경간비의 함수로서 제시되어야 할 것이라 판단된다. 특히 철근콘크리트 깊은 보의 전단내력에 대한 ACI 기준은 콘크리트 강도가 증가할수록 콘크리트의 전단내력 분담에 대한 안전율이 증가하지만, 전단경간비가 증가하고 수평 전단철근 양이 많을수록 불안전측으로 있을 우려가 있으므로 이에 대한 검토가 필요하다고 판단된다.

4.3 ACI 기준의 수정

철근콘크리트 깊은 보의 스트럿-타이 작용에 의한 강도 상승을 과소평가하는 ACI 기준식의 수정을 위해 식(2)를 수정하였다. 전단철근이 없는 깊은 보의 전단내력 분담에 대한 기존 제안식⁵⁾에서 콘크리트 강도가 500 kgf/cm^2 이상인 부재의 전단내력을 예측하기 위하여 콘크리트 강도, 주철근비, 전단경간비 등의 변수들과 전단내력의 상관관계를 분석하여 식(6)과 같이 조합할 수 있었다. 식(6)에서 각 상수들은 실험 값들의 회귀분석을 통하여 결정하였다. 따라서 식(6)은 식(7)과 같이 나타낼 수 있었다.

$$V_c = (a_1 - a_2(a/h))^{b_1} (a_3 f_{ck}^{b_2} + a_4 \rho (a/h)^{b_3}) \cdot b_w h \quad (6)$$

$$(V_c)_{Mod.} = (2 - 0.5(a/h))^{1.5} (\sqrt{f_{ck}} + 100\rho(h/a)^{3.1}) b_w h \quad (7)$$

깊은 보의 경사균열 면에서 전단마찰이론을 적용하여 전단철근의 전단내력 분담(V_s)을 산정하는 ACI 기준은 순 경간 깊이비의 함수로 제시함으로써 실험 값을 과대평가하는 경향을 보이고 있다. 본 연구에서는 ACI 기준을 안전측으로 수정하기 위하여 전단철근의 전단저항을 전단경간비의 함수와 실제 배근된 전단철근 개수를 적용하기 위하여 수평, 수직 전단철근의 합으로 식(8)과 같이 수정하였다.

가력점과 지지점을 연결하는 잠재적인 경사 균열면에 대해 전단마찰 이론을 적용한 식(3)에서 $\sin^2 \theta$ 는 전단경간비의 함수인 식(9)로서 근사적으로 나타낼 수 있다. 또한 식(3)에서 $f_{yh} A_{vh} \cdot d/S_h$ 는 전단력으로 인해 수평 전단철근에 생기는 인장력을 나타내고 있다. 이때 d/S_h 는 수평 전단철근의 개수를 나타낸다. 그러므로 전단경간의 복부 요소 내에서 수평 전단철근의 실제 개수를 고려하면 수평 전단철근의 전단내력 분담(V_{sh})에 대한 ACI 기준은 식(10)으로서 수정하여 나타낼 수 있다. 수평 전단철근은 전단

경간비가 1.0 이상에서는 전단저항에 대한 효율이 거의 없으므로 안전성을 고려하여 전단경간비 1.0 미만에서만 적용한다.

식(9)에서 삼각함수의 정의를 이용하여 $\cos^2 \theta$ 는 식(11)로서 근사적으로 나타낼 수 있다. 또한 경사균열 면과 교차하는 실제 수직 전단철근의 개수를 적용하면 수직 전단철근의 전단내력 분담(V_{sv})는 식(12)로 나타낼 수 있다.

$$(V_s)_{Mod.} = (V_{sh})_{Mod.} + (V_{sv})_{Mod.} \quad (8)$$

$$\sin^2 \theta = 1.07 - 0.57 \cdot (a/h) \leq 1.0 \text{ for } a/h < 1.0 \quad (9)$$

$$(V_{sh})_{Mod.} = f_{yh} A_{vh} INT_c \left(\frac{h-2c}{S_h} \right) \left(1.07 - 0.57 \left(\frac{a}{h} \right) \right) \quad (10)$$

$$0 \leq \cos^2 \theta = 0.57 \cdot (a/h) - 0.07 \leq 1.0 \quad (11)$$

$$(V_{sv})_{Mod.} = f_{yh} A_{sv} INT_c \left(\frac{h-2c}{S_v} \right) \left(0.57 \left(\frac{a}{h} \right) - 0.07 \right) \quad (12)$$

여기서, INT_c 는 소수점 이하 버림 정수, c 는 피복두께(cm)를 각각 나타낸다.

Fig. 10-(a)에 콘크리트 강도가 500 kgf/cm^2 이상인 전단철근이 없는 콘크리트 전단내력 분담에 대한 실험 값과 ACI 수정식 (7)과의 비교를, (b)에 수평 전단철근의 전단내력 분담에 대한 실험 값과 수정식 (10)과의 비교를, (c)에 수직 전단철근의 전단내력 분담에 대한 실험 값과 수정식 (12)와의 비교를, 그리고 (d)에 수평, 수직 전단철근이 배근된 시험체들의 최대 전단내력과 ACI 수정식 (7), (10), (12)의 합과의 비교를 각각 나타내었다. Fig. 10-(a)에서 수정식 (7)은 전단경간비가 작을 때 스트럿-타이 작용에 의한 전단내력 상승을 적절히 반영하고 있음을 알 수 있다. 그리고, Fig. 10-(b), (c)에서 수평, 수직 전단철근의 전단내력 분담에 대한 본 수정식들은 안전측에서 전단경간비에 따라 전단철근의 전단저항을 적절히 나타내고 있다. 특히 Fig. 10-(d)에서 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단내력에 대한 본 수정식들은 실험 값 대비 평균 0.99, 표준편차 0.16으로서 잘 일치하고 있다고 판단된다.

고강도 콘크리트 깊은 보의 전단거동에 대한 실험연구는 매우 부족한 상태이다. 따라서 고강도 콘크리트 깊은 보의 전단거동을 파악하고 스트럿 작용에 의한 콘크리트 강도 상승의 영향 등에 대해서는 지속적인 연구가 필요하다고 판단된다.

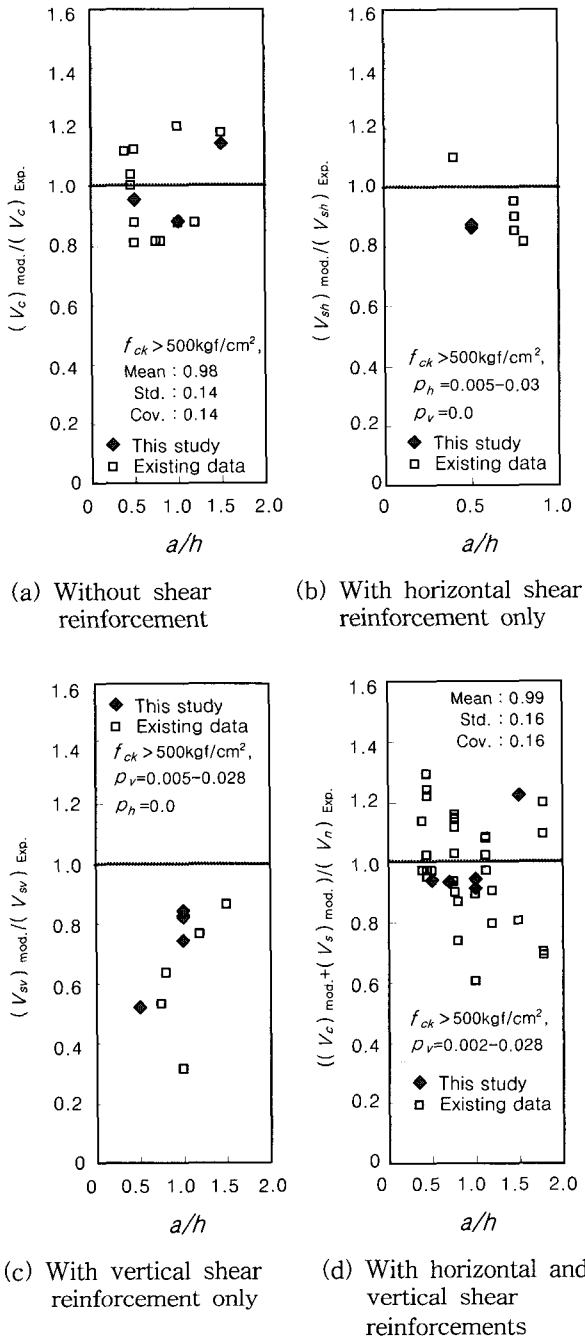


Fig. 10 Comparison of shear strength provided by concrete and shear reinforcement with modified ACI Code provisions

5. 결 론

본 연구에서는 콘크리트 강도가 800 kgf/cm^2 인 고강도 콘크리트를 사용한 철근콘크리트 깊은 보에서 전단경간비, 전단철근의 양 및 배근 형태의 변화에 따른 전단거동을 파악하고, 깊은 보의 전단설계에 대한 ACI 기준의 적합성을 평가하였다.

1) 전단철근의 전단내력 분담은 전단경간비에 의해 결정되며, 전단경간비가 작을 때는 수평 전단철근이, 전단경간비가 클 때는 수직 전단철근이 전단저항에 효율적이었다.

2) 고강도 철근콘크리트 깊은 보에서 수평, 수직 전단철근의 전단저항에 대한 효율성이 바뀌는 임계 전단경간비는 약 0.75 부근에서 나타났다.

3) 콘크리트의 전단내력 분담에 대한 ACI 기준은 콘크리트 강도가 증가할수록, 그리고 전단경간비가 감소할수록 안전율이 증가였다.

4) 전단철근의 전단내력 분담에 대한 ACI 기준은 전단경간비가 작을수록 수직 전단철근의 전단내력 분담을, 전단경간비가 1.0 이상에서 수평 전단철근의 전단내력을 과대평가 하였다.

5) ACI 기준식을 수정하여 제시한 본 (7), (10) 및 (12)는 콘크리트 강도가 500 kgf/cm^2 이상인 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단내력과 잘 일치하는 경향을 보였다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 목적기초연구 지원의 도움을 받아 수행한 결과임.

목적기초연구 과제번호 : R01-2000-000-00354-0

참고문헌

- 대한건축학회, "철근 콘크리트 구조계산규준 및 해설," 1982.
- 신성우 외 4인, "고강도 철근콘크리트 춤이 큰 보의 전단역학적 거동 및 전단 강도 특성," 한국콘크리트학회 논문집, 제9권 5호, 1997. 10, pp.225~231.
- 이진섭, 김상식, "집중하중을 받는 철근콘크리트 깊은 보의 전단거동에 관한 실험적 연구," 한국콘크리트학회지, 제11권 1호, 1999. 2. pp.91~200.
- 양근혁, 은희창, 정현수, "철근콘크리트 깊은 보의 전단 강도와 설계기준과의 비교," 대한건축학회 논문집, 제17권 제8호, 2001. 8, pp. 9~26.
- 양근혁, 정현수, "전단보강근이 없는 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단거동," 대한건축학회 논문집, 제17권 1호, 2001. 11, pp.11~18.
- ACI Committee 318, "Building Code Requirement for Reinforced Concrete(ACI 318-99) and Commentary (ACI318R-99)," ACI, Detroit, 1999.
- ACI-ASCE Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 99, ST6, Jun. 1973, pp.1091~1188.
- Tan, K. H., Kong, F. K, Teng, S., and Guan,

L., "High-Strength Concrete Deep Beams with Effective Span and Shear Span Variations," *ACI Structural Journal*, Vol. 92. No. 4, July-Aug.. 1995, pp.395~405.

9. Tan, K. H, Kong, F. K, Teng, S., and Weng, L. W., "Effect of Web Reinforcement on High-Strength Concrete Deep Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 94. No. 5, Sep.-Oct. 1997, pp. 572~582.

요 약

현재, 깊은 보의 전단설계는 보통강도 콘크리트를 사용한 일반 보의 사인장 균열내력에 대한 실험식인 ACI 기준에 기본을 두고 시행되고 있지만, 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단거동에 대한 자료는 매우 제한적이다. 따라서, 본 실험연구의 목적은 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단거동을 이해하고 ACI 설계 기준의 안전율을 파악하기 위한 것이다. 상부 2점 대칭하중을 받는 22개의 고강도 콘크리트 깊은 보의 전단내력에 대한 실험결과를 나타내었다. 콘크리트 압축강도는 800 kgf/cm^2 이며, 주요 변수로는 전단경간비, 전단철근의 양 및 배근 형태 등이다. 실험결과로부터 전단철근의 전단저항에 대한 효율성은 ACI 기준에서 제시하는 순 경간깊이비(l_w/d) 보다는 전단경간비가 크게 관계되었으며 전단경간비가 0.75 이상에서 수직 전단철근이 수평 전단철근보다 전단저항에 더 효율적이었다. 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단내력을 예측하기 위하여 실험결과들과 전단마찰이론에 근거해서 ACI 기준식을 수정, 제시하였다.

핵심용어 : 고강도 콘크리트, 깊은 보, 전단경간비, 수평, 수직 전단철근, ACI 기준
